

# Construction en béton

## Introduction à la norme SIA 262

### Dimensionnement parasismique

Dr. Marc Badoux, Transports Publics de la Région Lausannoise, Lausanne  
Dr. Pierino Lestuzzi, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne  
Dr. Rudolf Vogt, ACS Partner AG, Zürich

Extrait de la documentation D 0182, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zürich, 2003



## 7 Dimensionnement parasismique

Marc Badoux, Lausanne, Pierino Lestuzzi, Lausanne et Rudolf Vogt, Zürich

### 7.1 INTRODUCTION

Cet article introduit les prescriptions parasismiques de la nouvelle norme *SIA 262* concernant les structures en béton. Ces prescriptions sont basées sur le dimensionnement en capacité et sont inspirées, en les simplifiant, de celles de l'*Eurocode 8* (EC 8) [7.1]. Elles s'appliquent en premier lieu aux structures habituelles, comme les bâtiments courants et les ponts simples. Pour des cas plus complexes, par exemple des bâtiments ou des ponts exceptionnels ou des structures particulières comme des réservoirs et des ouvrages de soutènement, il faudra se référer à l'EC 8.

L'action sismique est une action accidentelle qui est définie dans la norme *SIA 261*. Il faut noter ici, qu'en amont du dimensionnement proprement dit, une conception parasismique judicieuse assure un comportement sismique adéquat [7.2]. Par exemple, il faut éviter les discontinuités de la rigidité et de la résistance qui devraient, idéalement, être réparties de manière homogène sur la hauteur de la structure. En tout cas, il faut absolument exclure les étages souples, en particulier au premier étage (soft-storey).

### 7.2 LES PRINCIPALES NOUVEAUTÉS

La norme *SIA 162/1989* ne contenait pas de directive spécifique à l'action sismique. Les coefficients de déformation  $K$  pour les cadres et les refends en béton armé étaient indiqués dans la norme *SIA 160/1989*. Par rapport à la norme *SIA 162/1989*, les nouveautés les plus importantes sont:

- différenciation entre comportement ductile et comportement non-ductile
- coefficients de comportement  $q$  différenciés selon la classe de ductilité de l'acier d'armature
- règles de construction particulières pour les refends et les cadres

Les directives spécifiques à la situation de projet séisme de la norme *SIA 262* sont réunies au *chiffre 4.3.9* du *chapitre 4*, "*analyse structurale et dimensionnement*". La *section 5.7* du *chapitre 5*, "*dispositions constructives*", est consacrée aux particularités du dimensionnement parasismique.

Lors du dimensionnement l'ingénieur choisit entre un comportement ductile et un comportement non-ductile de la structure. Dans le cas de l'action sismique, un comportement ductile est favorable car il permet de dissiper l'énergie introduite sous forme de déformations plastiques. Pour une même sollicitation sismique, une structure ductile pourra être dimensionnée pour une résistance moins importante qu'une structure non-ductile; d'où l'intérêt de choisir un comportement ductile. Cependant, dans ce cas, des exigences supplémentaires doivent être respectées pour garantir une ductilité suffisante des éléments de la structure. En cas de séisme, en revanche, aucune exigence supplémentaire n'est à respecter pour un comportement non-ductile, c'est-à-dire que la structure est dimensionnée selon les exigences "normales" de la norme *SIA 262*. Les implications du choix du comportement de la structure sont schématiquement représentés dans la figure 7.1.

- directives spécifiques aux structures en béton pour la situation de projet séisme

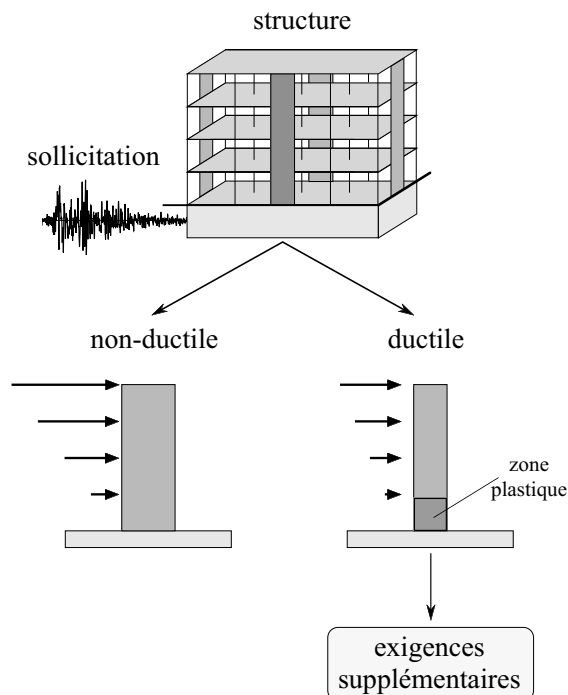


Figure 7.1 : Représentation schématique des implications du choix entre comportement non-ductile et comportement ductile lors du dimensionnement parasismique.

Les dispositions constructives des refends et des cadres sont analogues mais sont traitées séparément pour tenir compte du comportement sismique spécifique de ces deux types de structure. Bien que les prescriptions se rapportent d'abord aux bâtiments, les principes sont également valables pour les ponts. Dans ce contexte, les ponts cadres associent généralement les deux cas puisqu'ils résistent en cadre longitudinalement alors que les piles se comportent comme des refends transversalement.

### 7.3 CONCEPTS DU DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE

Le dimensionnement parasismique fait appel à des notions spécifiques qui sont rappelées ici. Ces notions sont abordées dans leur cadre général indépendamment du matériau et, au besoin, précisées pour le cas particulier des structures en béton armé.

L'action sismique impose aux structures des déformations horizontales, cycliques et dyna-

miques. Dans le cas d'un séisme important, le caractère cyclique de la sollicitation conduit à l'éclatement du béton de couverture dans les zones de grandes déformations plastiques. Quant au caractère dynamique de l'action sismique, il implique notamment que la rigidité de la structure influence le niveau de sollicitation. Lorsqu'une structure se déforme plastiquement pendant un séisme, la diminution de sa rigidité entraîne généralement une réduction de la sollicitation. Une ductilité suffisante permet le développement de ce phénomène favorable.

#### 7.3.1 Coefficient de comportement

Plutôt qu'une application de forces, comme l'action gravifique par exemple, l'action sismique agit sur une structure en lui "appliquant" une "bouffée" d'énergie. Cette énergie absorbée par la structure doit être dissipée soit par l'amortissement soit par des déformations plastiques.

L'effet favorable de la capacité de la structure à dissiper l'énergie introduite sous forme de déformations plastiques ainsi que sa surrésistance sont pris en compte par le coefficient de comportement  $q$ . Sous l'hypothèse de ne pas dépasser la valeur de dimensionnement de la résistance  $R_d$ , un coefficient de comportement  $q = 1.0$  correspond à un comportement élastique dans lequel l'énergie est dissipée par l'amortissement seul. Un coefficient de comportement  $q = 1.5$  correspond à un comportement élastique d'une structure ayant développé sa surrésistance. Plus la structure est capable de dissiper l'énergie sous forme de déformations plastiques, plus le coefficient de comportement est élevé. Dans le dimensionnement, le coefficient de comportement est utilisé pour réduire la force sismique de remplacement élastique et, par conséquent, les efforts de dimensionnement.

La ductilité du béton armé est contrôlée par celle de l'acier d'armature et par la qualité des détails constructifs. L'acier d'armature doit évidemment présenter une capacité d'allongement ( $\epsilon_{uk}$ ) suffisante, mais également une résistance à la traction ( $f_t$ ) notablement

supérieure à la limite élastique ( $f_s$ ) afin de garantir une répartition favorable de la fissuration. Pour cette raison, le coefficient  $q$  est spécifié en fonction de la classe de ductilité de l'acier d'armature utilisé. Les valeurs du coefficient  $q$ , indiquées dans la norme SIA 262, concernent exclusivement des éléments armés avec de l'acier d'armature. La prudence est de mise dans le cas d'autres types d'armature, par exemple avec des matériaux composites, où seule une étude particulière permettra de déterminer le coefficient de comportement  $q$  à prendre en compte.

Quant aux détails constructifs, l'espacement de l'armature transversale doit être réduit afin d'éviter le flambage de l'armature longitudinale lors des grandes déformations plastiques. Les étriers ne doivent pas s'ouvrir après éclatement du béton de couverture. Afin d'assurer un comportement stable de la structure lors des grandes déformations plastiques, il faut impérativement se prémunir contre les phénomènes non-ductiles tels que la rupture par effort tranchant, par exemple. Ces précautions garantissent un comportement sismique favorable et autorisent l'utilisation de coefficients de comportement élevés.

### 7.3.2 Rigidité

La rigidité horizontale est une caractéristique essentielle de la structure car elle détermine son comportement dynamique (fréquences propres) et, par conséquent, les sollicitations sismiques correspondantes. Il faut bien noter à ce propos que les fréquences propres doivent être déterminées à l'aide d'un modèle réaliste de la structure. Les formules empiriques utilisées pour l'estimation de la fréquence fondamentale des bâtiments donnent en général des valeurs trop élevées qui conduisent à surestimer la force sismique de remplacement.

Dans le cas du béton armé, il faut tenir compte de l'effet de la fissuration sur la rigidité des éléments de la structure. La fissuration diminue la rigidité de manière considérable. La diminution dépend des taux de compression et d'armature ainsi que du niveau de sollicitation. Dans le bâtiment, la rigidité effective se situe

entre 30% et 50% de l'état non fissuré. D'une manière générale, les efforts internes et les déformations doivent être déterminés sur la base d'une valeur moyenne de la rigidité (SIA 262, ch. 4.3.9.1.1).

### 7.3.3 Résistance et Surrésistance

La résistance aux forces horizontales est une autre caractéristique essentielle car elle détermine les déformations plastiques, et donc les dégâts, subis par la structure.

La surrésistance considère la résistance effective des éléments de la structure. Elle est définie par rapport à la résistance nécessaire théorique, déduite du dimensionnement. Les différences apparaissent dans les dimensions sélectionnées et dans les sollicitations effectives des matériaux. Dans le cas du béton armé, la résistance effective (la surrésistance) est plus grande que la résistance de dimensionnement pour deux raisons :

- la quantité d'acier d'armature effectivement mise en place
- la sollicitation de l'acier au-delà de la limite élastique lors des cycles de déformations plastiques

Concernant la surrésistance il faut bien distinguer deux effets antagonistes : d'une part un effet favorable qui augmente la résistance de la structure (effet pris en compte avec  $q = 1.5$ ) et, d'autre part, un effet défavorable qui augmente les efforts lorsque les zones plastiques développent leur surrésistance. Par exemple, lors de la plastification des zones plastiques, la surrésistance en flexion a pour effet d'augmenter proportionnellement l'effort tranchant de dimensionnement. Cette augmentation étant considérable, il importe d'en tenir compte pour éviter une rupture fragile indésirable qui serait contrôlée par l'effort tranchant agissant effectivement sur l'élément de structure considéré.

### 7.3.4 Ductilité globale et locale

La ductilité est le paramètre clé du comportement parasismique. D'une manière générale, admettant un comportement idéalisé selon la

figure 7.2, la ductilité ( $u_{tot}/u_y$ ) est définie comme le rapport entre la déformation totale ( $u_{tot}$ ) et la déformation à l'initiation de la plastification ( $u_y$ ). Cette définition s'applique aux déformations au sens large du terme, c'est-à-dire aux déplacements, aux courbures, aux rotations, aux allongements, etc.

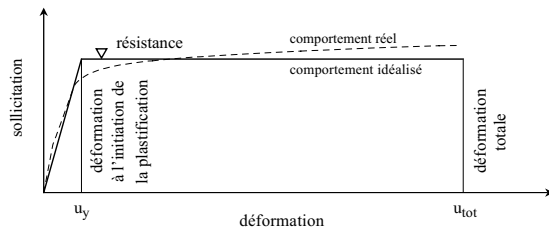


Figure 7.2 : Définition de la ductilité.

Cependant, il faut bien distinguer entre ductilité globale et ductilité locale. La ductilité globale correspond au rapport des déformations horizontales au sommet et considère les déformations au niveau de la structure. Elle permet de déterminer le coefficient de comportement  $q$  (par une règle empirique comme celle des déplacements égaux, par exemple).

La ductilité locale considère les déformations au niveau des zones (rotules) plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées que celles de la ductilité globale. La relation entre ductilité locale et ductilité globale pour une poutre console est représentée à la figure 7.3 [7.3].

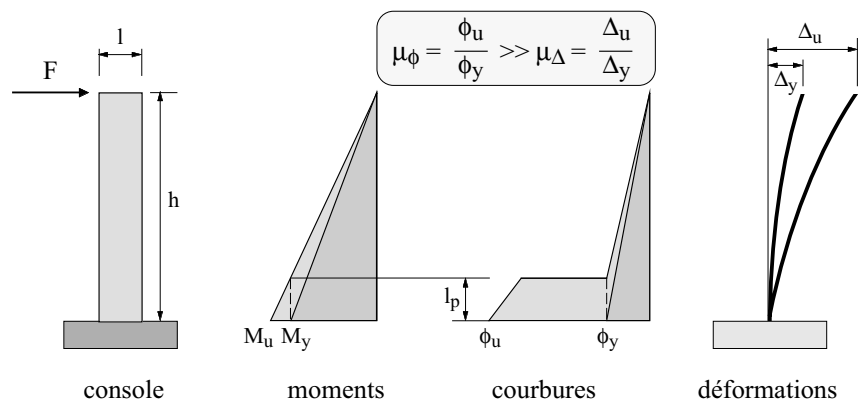


Figure 7.3 : Relation entre ductilité globale ( $\mu_\Delta$ ) et ductilité locale ( $\mu_\phi$ ) pour une poutre console.

### 7.3.5 Dimensionnement

Etant donné que les sollicitations sismiques entraînent les matériaux loin dans le domaine plastique, des méthodes de dimensionnement particulières sont nécessaires. Le dimensionnement en capacité (capacity design) est la méthode la plus utilisée [7.4]. Le principe de base du dimensionnement en capacité peut s'énoncer comme suit : l'ingénieur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme. Il conçoit ces zones de manière à ce qu'elles puissent supporter ces déformations, sans menacer la capacité de la structure à por-

ter les charges gravifiques. Le reste de la structure, en particulier les zones adjacentes aux rotules plastiques, est renforcé pour garantir son maintien dans le domaine élastique, même lorsque les rotules plastiques développent leur surrésistance (capacité). De cette manière, une hiérarchie claire des résistances est établie. Cette hiérarchie prévient les plastifications intempestives et garantit un comportement sismique favorable de la structure. En d'autres termes, l'ingénieur impose à la structure où elle "doit" se plastifier et où elle ne "doit" pas.

### 7.3.6 Mécanismes plastiques

Dans le cadre du dimensionnement en capacité, le premier pas est de choisir un mécanisme plastique approprié. Ce mécanisme doit permettre les déformations plastiques globales de la structure en minimisant les rotations locales des rotules plastiques. La figure 7.4 illustre le cas d'un mécanisme plastique approprié et d'un mécanisme plastique inapproprié pour un cadre.

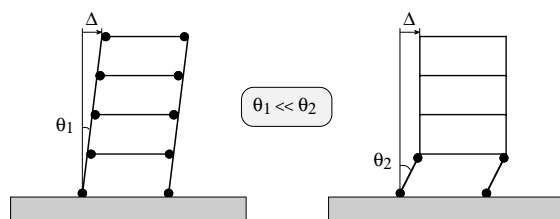


Figure 7.4 : Mécanisme plastique approprié (à gauche) et inapproprié (à droite).

Pour les refends, qui se comportent généralement comme des consoles, la rotule plastique est normalement située dans la partie inférieure. Il s'agit alors de s'assurer que le mécanisme plastique est bien contrôlé par la flexion et non pas par l'effort tranchant (voir figure 7.5).

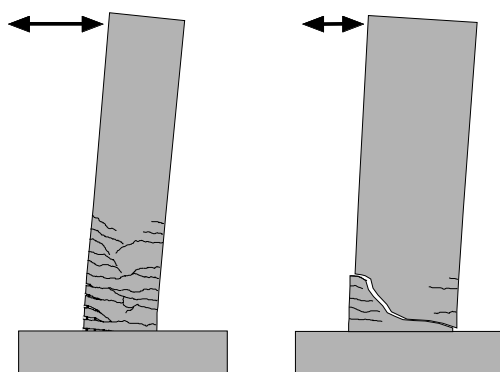


Figure 7.5 : Comportement ductile dominé par la flexion (à gauche) et fragile dominé par l'effort tranchant (à droite) de refends en béton armé.

Il faut donc tenir compte de la surrésistance et de l'influence des modes supérieurs dans la

détermination de l'effort tranchant maximal qui peut agir sur la section considérée.

## 7.4 COMPORTEMENT NON-DUCTILE

L'ingénieur peut dimensionner une structure en admettant qu'en cas de séisme son comportement sera non-ductile. Dans ce cas, le dimensionnement pour la situation de projet séisme est conventionnel et les dispositions constructives "normales" de la norme SIA 262 doivent être appliquées (SIA 262, ch. 4.3.9.2.1).

Quant au niveau des sollicitations sismiques, il sera calculé avec les coefficients de comportement  $q$  indiqués dans le tableau 7.1 (tableau 13 de la norme SIA 262, ch. 4.3.9.2.2). Les valeurs des coefficients tiennent compte de la surrésistance et de la "ductilité naturelle" du béton armé.

Acier	Coefficient de comportement $q$
classe de ductilité:	
A	1,5
B	2,0
C	2,0
précontrainte	1,5

Tableau 7.1 : Coefficients de comportement  $q$  dans le cas de comportement non-ductile des structures.

Les éléments en béton précontraint présentent généralement une ductilité locale réduite. Pour cette raison, le coefficient de comportement correspondant est fixé à  $q = 1.5$ .

## 7.5 COMPORTEMENT DUCTILE

Alternativement, l'ingénieur peut dimensionner une structure en admettant qu'en cas de séisme son comportement sera ductile. Dans ce cas, le dimensionnement doit être effectué conformément aux règles du dimensionnement en capacité (SIA 262, ch. 4.3.9.3.1) [7.3, 7.4].

Les principes s'appliquent aux bétons de classe de résistance (C 20/25 et C 50/60 (SIA 262, ch. 4.3.9.3.2). Les bétons de classes de résistance supérieures ont généralement une ductilité réduite. Leur utilisation requiert donc d'apporter la preuve d'une ductilité locale suffisante pour justifier la valeur du coefficient de comportement  $q$  admise.

Les concepts de base du dimensionnement en capacité (c. f. 7.3.5 et 7.3.6) doivent être respectés (SIA 262, ch. 4.3.9.3.3), en particulier il faut :

- distinguer entre zones plastiques et élastiques de la structure.
- optimiser la dissipation d'énergie en choisissant la localisation des zones plastiques.
- assurer une grande capacité de déformation des zones plastiques en soignant les détails constructifs (selon SIA 262, ch. 5.7).
- tenir compte de la surrésistance pour la détermination des efforts de dimensionnement. La résistance à la flexion doit être déterminée avec les dimensions effectives de la section et la valeur moyenne de la limite élastique de l'armature qui est plus élevée que la valeur caractéristique. Sans indication plus précise, une valeur de  $1.1 \cdot f_{sk}$  resp.  $1.1 \cdot f_{p0,1k}$  peut être adoptée.

Un comportement ductile d'une structure précontrainte ne peut être admis que sur la base de la démonstration d'une ductilité locale suffisante des zones plastiques (SIA 262, ch. 4.3.9.3.4). En l'absence de cette démonstration, on admettra un comportement non ductile. Cette prudence est nécessaire car la ductilité d'élément précontraint peut être faible. Il faut cependant noter ici que, dans de nombreuses structures précontraintes, les zones plastiques peuvent être placées dans des éléments non-précontraints (par exemple dans les piles d'un pont cadre). Il est clair que de telles structures ne doivent pas être considérées comme étant précontraintes pour le choix du coefficient de comportement  $q$ .

Un comportement ductile d'une structure avec des dalles plates peut être admis seulement si la participation des colonnes à la résistance horizontale est négligée (SIA 262, ch.

4.3.9.3.6). Toutefois, les colonnes doivent pouvoir suivre les déformations et transmettre les charges gravitaires, pendant et après le séisme. La capacité de rotation de la liaison dalle-colonne peut être sensiblement améliorée par la mise en place d'une armature de poinçonnement.

### 7.5.1 Coefficient de comportement

Dans le cas d'un dimensionnement selon un comportement ductile de la structure, le coefficient de comportement  $q$  à prendre en considération selon la classe de ductilité de l'acier d'armature est indiqué dans le tableau 7.2 (tableau 14 de la norme SIA 262, ch. 4.3.9.3.5). Contrairement à EC8, on a renoncé dans la norme SIA 262 à différencier le coefficient de comportement  $q$  selon le type de structure.

Acier	Coefficient de comportement $q$
classe de ductilité:	
A	non admis
B	3,0
C	4,0

Tableau 7.2 : Coefficients de comportement  $q$  dans le cas de comportement ductile des structures.

Les aciers de classe de ductilité A sont exclus du comportement ductile en raison de leur faibles caractéristiques de ductilité. Le coefficient de comportement augmente avec les caractéristiques de ductilité pour les aciers de classe de ductilité B et C.

### 7.5.2 Prescriptions pour les refends

Les prescriptions sont valables pour les refends encastrés à leur base (consoles) dont le comportement est dominé par la flexion, c'est-à-dire avec un élancement ( $h_w/l_w$ ) supérieur à 2 (SIA 262, ch. 4.3.9.4.1).

Conformément aux concepts du dimensionnement en capacité, les efforts intérieurs doivent être déterminés en tenant compte de la surrésistance et de l'influence des modes supérieurs (SIA 262, ch. 4.3.9.4.2). Pour les bâtiments



stabilisés principalement par des refends et dimensionnés avec la méthode simplifiée des charges de remplacement, on tient compte de ces deux effets par :

- une répartition linéaire des moments de dimensionnement sur la hauteur du refend (voir figure 7.6, SIA 262, ch. 4.3.9.4.3).
- l'augmentation de la valeur de dimensionnement de l'effort tranchant avec les facteurs  $\varepsilon$  (surrésistance du moment de flexion SIA 262, ch. 4.3.9.4.4) et  $\kappa$  (modes supérieurs en fonction du nombre d'étages SIA 262, ch. 4.3.9.4.4).

Il faut bien noter ici que la méthode des charges de remplacement ne peut s'appliquer que dans les cas simples de bâtiments réguliers. Dans les autres cas plus complexes, l'utilisation de méthodes de calcul plus sophistiquées, comme celle du spectre de réponse, est requise.

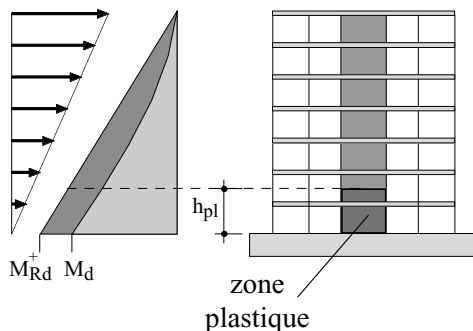


Figure 7.6 : Répartition des moments de dimensionnement pour un bâtiment stabilisé par des refends.

### 7.5.3 Prescriptions pour les cadres

Dans les bâtiments stabilisés par des cadres, les rotules plastiques doivent être prévues dans les poutres et non dans les colonnes. Evidemment, en accord avec les principes de base du dimensionnement en capacité, des rotules plastiques sont admises aux pieds des colonnes (voir figure 7.7). Le dernier étage supérieur constitue également une exception dans le sens où des rotules plastiques sont généralement admises en tête de colonnes (SIA 262, ch. 4.3.9.5.1).

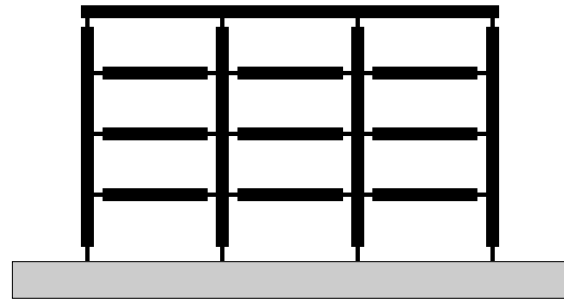


Figure 7.7 : Les rotules plastiques doivent être disposées de préférence dans les poutres.

Selon les principes du dimensionnement en capacité, pour éviter une rupture fragile indésirable, la valeur de dimensionnement de l'effort tranchant dans les colonnes est déterminée en tenant compte de la surrésistance des moments de flexion à leurs extrémités (SIA 262, ch. 4.3.9.5.2).

## 7.6 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES : PARTICULARITES DU DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE

### 7.6.1 Refends

Comme illustré à la figure 7.8, la hauteur de la zone plastique au pied des refends ( $h_{pl}$ ) est déterminée en fonction de la longueur ( $l_w$ ) et de la hauteur ( $h_w$ ) du refend (SIA 262, ch. 5.7.1.1) selon les conditions suivantes :

- $h_{pl} > l_w$
- $h_{pl} \geq h_w/6$

Dans les bâtiments, ces conditions impliquent souvent que la zone plastique soit prolongée jusqu'à l'étage suivant. Afin d'éviter des zones plastiques excessives, une réduction de la hauteur de la zone plastique peut être admise et limitée à la hauteur d'étage ( $h_s$ ) si :

- $h_s \geq 2l_w/3$
- $h_s \geq h_w/9$

On utilisera alors  $h_{pl} = h_s$ .

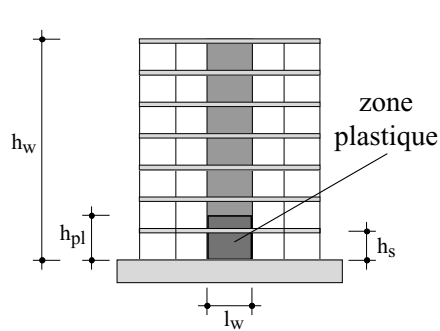


Figure 7.8 : Zone plastique au pied d'un refend dimensionné selon un comportement ductile.

La ductilité locale des zones plastiques au pied des refends est principalement assurée par les éléments de bord. Ces éléments peuvent être assimilés à des colonnes auxquelles s'appliquent les règles constructives suivantes (voir figures 7.9 et 7.10, SIA 262, ch. 5.7.1.2):

- les prescriptions des éléments comprimés concernant les dimensions et l'armature longitudinale minimale (SIA 262, ch. 5.5.4).
- une armature de confinement est nécessaire pour garantir la ductilité.
- une épaisseur minimale pour la mise en œuvre du béton ( $b_w \geq 200 \text{ mm}$ ) et pour éviter les instabilités lors des cycles de grandes déformations plastiques ( $b_w \geq h_s/15$ ).
- une longueur minimale ( $l_c$ ) qui doit être suffisante pour accueillir la zone comprimée ( $l_c \geq 300 \text{ mm}$  et  $l_c \geq l_w/10$ ). Elle correspond à la zone où les importantes déformations du béton en compression nécessitent des détails d'armature particuliers à cause du risque d'éclatement du béton de couverture en cas de plastification de la section.
- la disposition de l'armature longitudinale et des étriers doit respecter les règles des zones plastiques des colonnes (voir figure 7.10 et SIA 262, ch. 5.7.2).
- les renforcements d'extrémités peuvent faire office d'éléments de bord si leur dimensions sont suffisantes (épaisseur  $> h_s/15$  et longueur  $> h_s/5$ ).

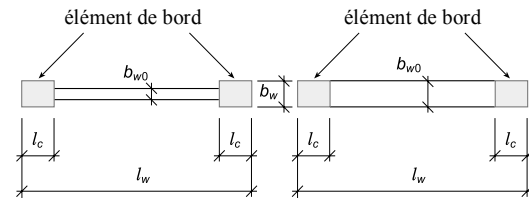


Figure 7.9 : Eléments de bord pour les refends avec des bords libres.

L'âme, située entre les éléments de bord, doit satisfaire les règles constructives suivantes (SIA 262, ch. 5.7.1.3):

- une épaisseur minimale pour la mise en œuvre du béton ( $b_{w0} \geq 150 \text{ mm}$ ) et pour éviter les instabilités lors des cycles de grandes déformations plastiques ( $b_{w0} \geq l_w/25$  resp.  $h_s/20$ ).
- un taux d'armature minimal de 0.2% tant horizontal que vertical pour garantir une ductilité suffisante.
- un espacement maximum des barres d'armature longitudinales et transversales de 250 mm mais au plus  $25\varnothing$  pour limiter l'ouverture des fissures.

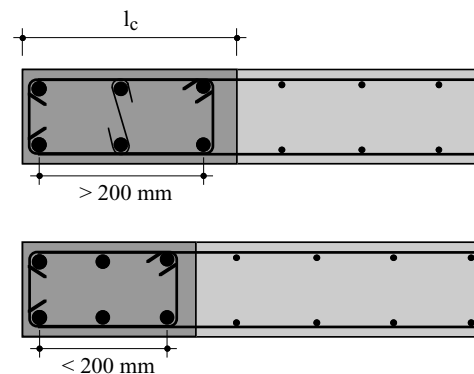


Figure 7.10 : Stabilisation des barres longitudinales dans la zone plastique.

## 7.6.2 Cadres

En raison des différences de sollicitations, les dispositions constructives, représentées à la figure 7.11, sont différenciées entre celles qui concernent les poutres (SIA 262, ch. 5.7.2.1) et celles qui concernent les colonnes (SIA 262, ch. 5.7.2.2).

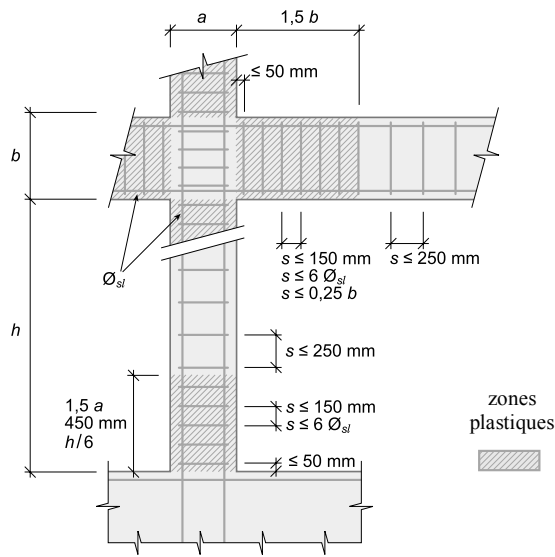


Figure 7.11 : Dispositions constructives des poutres et des colonnes.

#### Dispositions constructives des poutres

Afin de garantir une ductilité locale suffisante des zones plastiques et un comportement adéquat en dehors, les règles suivantes sont applicables (SIA 262, ch. 5.7.2.1):

- longueur minimale de la zone plastique fixée à 1,5 fois la hauteur ( $b$ ) de la poutre.
- les zones comprimées des zones plastiques doivent être armées avec au moins la moitié de l'armature de traction pour garantir leur ductilité.
- une armature de confinement est nécessaire pour garantir la ductilité de la zone plastique et éviter le flambage de l'armature longitudinale. L'espacement des étriers doit être inférieur à 150 mm, à 6 fois le diamètre de l'armature longitudinale et au  $\frac{1}{4}$  de la hauteur de la poutre. Par exemple, pour une armature longitudinale de Ø18, l'espacement minimum correspond à 110 mm. Le premier étrier doit être situé au plus à 50 mm de la section terminale.
- un espacement minimal de l'armature transversale est également spécifié en dehors des zones plastiques pour empêcher une rupture fragile par effort tranchant. Il doit être inférieur à 250 mm et à la moitié de la hauteur ( $b$ ) de la poutre.

#### Dispositions constructives des colonnes

Afin de garantir une ductilité locale suffisante des zones plastiques et un comportement adéquat en dehors, les règles suivantes sont applicables (SIA 262, ch. 5.7.2.2):

- largeur minimale ( $a$ ) fixée à 200 mm.
- longueur minimale de la zone plastique fixée à 1,5 fois la dimension transversale mais au moins 450 mm ou  $\frac{1}{6}$  de la hauteur libre.
- une armature de confinement est nécessaire pour garantir la ductilité de la zone plastique et éviter le flambage de l'armature longitudinale. L'espacement des étriers doit être inférieur à 150 mm et à 6 fois le diamètre de l'armature longitudinale. Par exemple, pour une armature longitudinale de Ø26, l'espacement minimum correspond à 150 mm. Le premier étrier doit être situé au plus à 50 mm de la section terminale. Pour garantir un appui suffisant, le diamètre des étriers doit être plus grand que 0,35 fois celui des plus grosses barres longitudinales. Par exemple, il doit être de 10 mm pour une armature longitudinale de Ø26.

- un taux mécanique d'armature transversal minimum fixé à  $\omega_c \geq 0.08$  dans la zone plastique. Cette condition est généralement remplie avec l'armature minimum de confinement (voir point précédent) dans le cas de colonnes de dimension courante et modérément comprimée. Par exemple, dans le cas d'une colonne carrée de 30 cm de côté, des étriers de 10 mm de diamètre espacés de 150 mm conduisent à un taux de :

$$\omega_c = (A_s \cdot f_s) / (A_c \cdot f_c) = (2 \cdot 0.785 \cdot 435) / (30 \cdot 15 \cdot 20) = 0.076 \approx 0.08$$

Un critère dépendant du taux de compression est également indiqué pour le taux mécanique d'armature transversal minimum ( $\omega_c$ ). Ce critère est prépondérant pour les colonnes de grandes dimensions et fortement comprimée. Par exemple, pour une pile de pont rectangulaire de 180 x 60 cm avec un taux de compression de 0.40,  $\omega_c \geq 0.25 \cdot 1.2 \cdot (0.40 - 0.08) = 0.096$

qui est plus grand que 0.08. Ce taux correspond, par exemple, à des étriers de 16 mm de diamètre espacés de 150 mm :

$$\omega_e = (2 \cdot 2.01 \cdot 435) / (60 \cdot 15 \cdot 20) = 0.097$$

- pour éviter leur flambage lors des grands cycles de déformations plastiques, les barres d'armature longitudinales de la zone plastique doivent être stabilisées. Un étrier ou un crochet transversal garantit la stabilisation. Si les barres sont peu espacées ( $< 200$  mm), seule une barre sur deux doit être tenue (c. f. figure 7.10).
- un espacement minimal de l'armature transversale est également spécifié en dehors des zones plastiques pour empêcher une rupture fragile par effort tranchant. Il doit être inférieur à 250 mm et à la moitié de la largeur de la colonne.



Figure 7.12 : Changement de la localisation des zones plastiques à cause du remplissage du cadre avec de la maçonnerie.

De plus, les deux conditions suivantes doivent également être respectées (*SIA 262, ch. 5.7.2.3* et *SIA 262, ch. 5.7.2.4*) :

- comme le montre la figure 7.12, le remplissage des cadres avec de la maçonnerie peut changer la localisation des zones plastiques. Il faut alors considérer toute la hauteur de la colonne comme zone plastique.
- l'armature transversale horizontale du nœud poutre-colonne doit au moins correspondre à celle de la zone plastique de la colonne.

### 7.6.3 Ancrage et recouvrement

L'ancrage de l'armature transversale et le recouvrement de l'armature longitudinale constituent des détails constructifs essentiels pour un comportement ductile adéquat. Il faudra particulièrement veiller à leur respect lors de l'exécution. Le non-respect d'un seul de ces détails constructifs peut ruiner les efforts effectués pour un dimensionnement ductile de la structure et entraîner sa rupture prématurée.

Selon l'illustration de la figure 7.13, les étriers doivent se fermer avec des crochets à  $135^\circ$  avec une longueur minimum de  $10\phi$ . Comme le montre la figure 7.14, des crochets à  $90^\circ$  ne suffisent pas car lors des grands cycles de déformations plastiques, il est possible que le béton de couverture éclate et l'ancrage des étriers n'étant plus assuré, les étriers s'ouvrent sous la pression des barres longitudinales qui flambent.

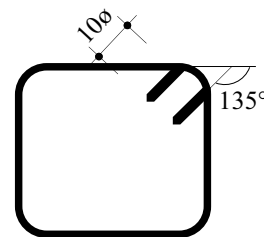


Figure 7.13 : Dispositions constructives des étriers.



Figure 7.14 : Les crochets à 90° ne suffisent pas pour éviter l'ouverture des étriers.

La figure 7.15 représente un exemple à bannir. En effet, il faut éviter les recouvrements dans les zones plastiques. Un recouvrement en dehors de la zone plastique constitue la solution optimale représentée sur la partie gauche de la figure 7.16. Si ce n'est pas possible, il faut disposer les recouvrements dans le tiers supérieur de la zone plastique, conformément à la partie droite de la figure 7.16.

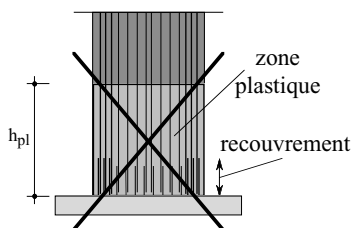


Figure 7.15 : Recouvrements dans les zones plastiques : solution à bannir.

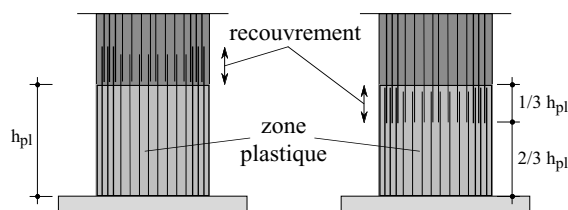


Figure 7.16 : Recouvrement en dehors de la zone plastique (gauche) ou, à défaut, dans le tiers supérieur (droite).

Les liaisons mécaniques des barres peuvent constituer une alternative acceptable. Il faut toutefois prouver qu'elles présentent une ductilité suffisante.

## 7.7 REMARQUES FINALES

La qualité sismique d'une structure est principalement fonction du couple formé par sa résistance et sa ductilité globale sous sollicitations latérales [7.3]. Les dispositions parasismiques de la norme SIA 262 visent dès lors à assurer, pour les structures dites à "comportement ductile", une ductilité locale suffisante dans les zones plastiques pour justifier l'utilisation des coefficients de comportement  $q$  admis. Ces dispositions imposent des exigences particulières pour le dimensionnement des éléments de structures et pour leurs détails constructifs (par exemple, espacement limité des étriers). Ces dispositions ne s'appliquent pas si un comportement dit "non-ductile" est admis en cas de séisme. On peut s'attendre à ce que cette dernière approche s'avère être raisonnable pour de nombreuses structures en béton armé, du moins dans la zone sismique 1.

## 7.8 BIBLIOGRAPHIE

*Les indications en italiques se réfèrent aux normes SIA.*

- [7.1] Eurocode 8 (2002), *Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, prEN 1998-1, Draft 1, May 2000; Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel, 197 pp.
- [7.2] Bachmann H.: *Conception Parasismique des Bâtiments – Principes de Base à l'Attention des Ingénieurs, Architectes, Maîtres d'Ouvrage et Autorités*. Directives de l'OFEG. Berne, 2002.  
<http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/f/pdf/erenho.pdf>
- [7.3] Bachmann H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Birkhäuser Verlag, Basel, 2002.
- [7.4] Paulay T., Priestley M.J.N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. ISBN 0-471-54915-0. John Wiley & Sons, New York, 1992.

